

**DIAGNOSTICO Y RECOMENDACIONES DE ADECUACION  
ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA BIBLIOTECA CENTRAL DE  
ACUERDO AL NSR-98**

**ORLANDO GIRALDO BOLIVAR**

Ingeniero Civil

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA**

**FACULTAD DE MINAS**

**ESPECIALIZACIÓN EN ESTRUCTURAS**

**MEDELLÍN**

**2000**

**DIAGNOSTICO Y RECOMENDACIONES DE ADECUACION  
ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA BIBLIOTECA CENTRAL DE  
ACUERDO AL NSR-98**

**ORLANDO GIRALDO BOLIVAR**

**Ingeniero Civil**

**Trabajo final para optar al titulo de Especialista en Estructuras**

**Director**

**Elkin Castrillon Oberndorfer  
I. C., Dr. – Ing.**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA**

**FACULTAD DE MINAS**

**ESPECIALIZACIÓN EN ESTRUCTURAS**

**MEDELLÍN**

**2000**

A Dios, a mi Patria a la cual tenemos tanto  
que aportar, a mi esposa e hijos por entender  
mi aislamiento y dedicación en la realización  
de este trabajo.

## **AGRADECIMIENTOS**

A Elkin Castrillon O. Profesor de la Especialización y del Departamento de Ingeniería Civil, por su valiosa orientación y dirección.

A León Restrepo M. Profesor de la Facultad de Ciencias Humanas y Económicas y Director del proyecto de restauración por sus interesantes comentarios e ideas.

A Mónica y Catalina, Arquitectas del proyecto de restauración, por su acompañamiento en los trabajos de inspección y la colaboración en planos y detalles arquitectónicos.

A Jorge, Argiro y Luis Carlos, técnicos operarios del laboratorio de Estructuras por su colaboración en las diferentes pruebas de materiales.

A la empresa TICONI. Ing. Juan Cardona e Ing. Carlos Ramírez por dedicar parte de su tiempo a discutir algunos temas técnicos.

A los ingenieros Wilmar Vélez, Nelson Velásquez y Mauricio Cardona por sus aportes en programas, análisis y diseños en las etapas cruciales del trabajo.

## CONTENIDO

	Pág.
1. INTRODUCCIÓN	1
2. PROCESO DE INSPECCION	4
2.1 GENERALIDADES	4
2.2 VISITA AL SITIO DE LA EDIFICACIÓN	4
2.3 PLAN DE ENSAYOS	6
3. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO ACTUAL	12
3.1 GENERALIDADES	12
3.2 CARGAS DEBIDAS AL PESO PROPIO	12
3.3 CARGAS POR USO Y OCUPACIÓN	14
3.4 REVISION ESTRUCTURAL DE LA LOSA	14
3.5 REVISION DE VIGAS TRANSVERSALES	19
3.6 REVISION DE LOS MUROS	21
3.7 REVISION DE LA CIMENTACIÓN	23
3.8 REVISION POR CARGA LATERAL	24
4. DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL	26
4.1 GENERALIDADES	26
4.2 LOSAS DE PISO	27
4.3 VIGAS TRANSVERSALES	27
4.4 MAMPOSTERIA	28
4.5 CIMENTACION	29
4.6 PORTICOS DE HORMIGÓN ARMADO	29

4.7 ASPECTOS ARQUITECTÓNICOS	30
5. PROPUESTA DE ADECUACION ESTRUCTURAL	32
5.1 INTRODUCCION	32
5.2 ALTERNATIVAS ESTUDIADAS	32
5.3 SISTEMA DE PANTALLAS INTERIORES	35
6. CONCLUSIONES	37
7. RECOMENDACIONES	39
BIBLIOGRAFIA	40
ANEXOS	

## LISTA DE FIGURAS

	Pág.
<b>Figura 1.1</b> Planta primer nivel del edificio	1
<b>Figura 1.2</b> Planta segundo nivel edificación	2
<b>Figura 3.1</b> Sistema estructural de losa y vigas cargueras en el edificio	15
<b>Figura 3.2</b> Sección de losa en dos direcciones	17
<b>Figura 3.3</b> Planta típica de losa en dos direcciones	19
<b>Figura 3.4</b> Sistema de apoyos de vigas transversales	20
<b>Figura 3.5</b> Esquema típico de las cargas que bajan por los muros	21
<b>Figura 3.6</b> Detalle de la carga sobre la cimentación	22

## **LISTA DE TABLAS**

<b>Tabla 2.1</b>	Ensayos realizados y normatividad	7
<b>Tabla 2.2</b>	Ensayos con esclerómetro de rebote	9
<b>Tabla 2.3</b>	Resultados de pruebas con detector de refuerzo	10
<b>Tabla 2.4</b>	Resultados de ensayos con núcleos taladrados	11
<b>Tabla 3.1</b>	Resistencia a flexión de losas según cuantías del refuerzo	20



## 1. INTRODUCCION

El edificio objeto del presente trabajo fue diseñado y construido por el Arq. Jesús Mejía Montoya en el año de 1931 por orden directa del Departamento de Antioquia. Este reemplazaba la vieja casona que sirvió de aulas de clase por mas de 10 años a la conocida “ Escuela de Agricultura Tropical y Veterinaria” o “ Escuela Superior de Agronomía” ( 1 ).

En el diseño original se presenta una edificación de dos pisos, irregulares tanto en altura como en planta. En su primer nivel se instalaron los laboratorios de química, física, botánica, fitopatología, entomología, zoología, lechería, suelos y avicultura. Además las oficinas de dirección y secretaria de agronomía. Todos con una losa de hormigón armado maciza como cubierta.

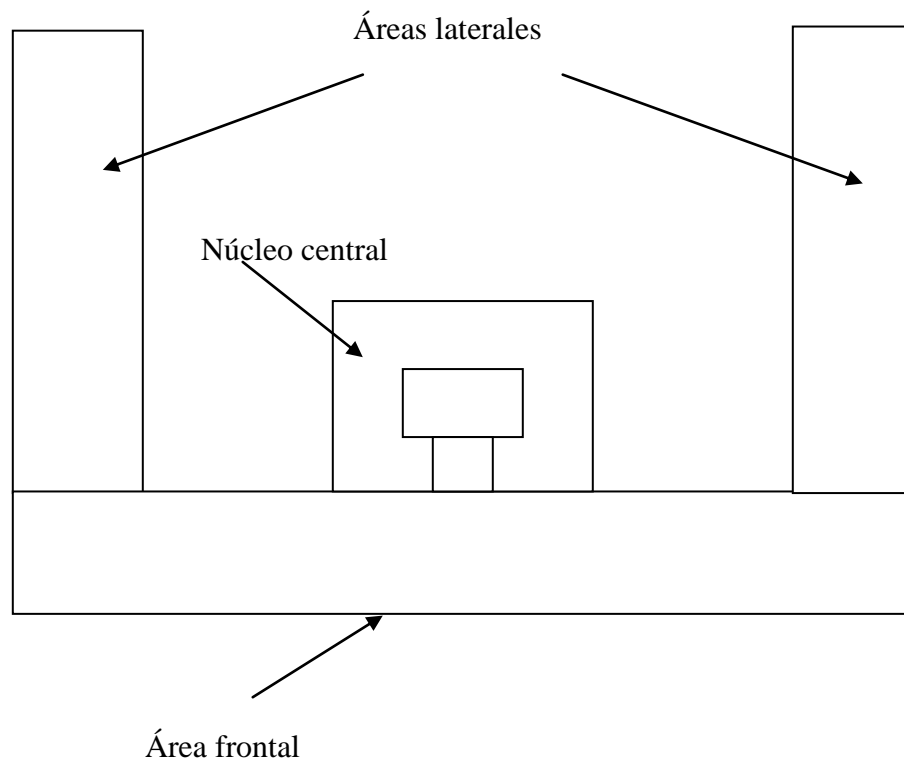


Figura 1.1 Planta del primer nivel del edificio

En el segundo nivel funcionaron el salón para grados y conferencias, el salón biblioteca y las aulas de clase. Este segundo nivel tiene como cubierta una losa de hormigón armado maciza apoyada sobre muros de mampostería sin refuerzo y vigas cargueras.

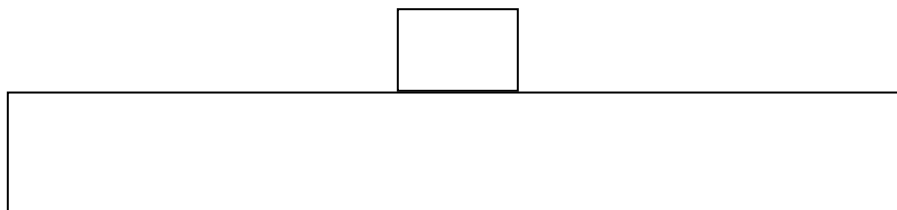


Figura 1.2 Planta segundo nivel del edificio.

De acuerdo al análisis de los pocos registros técnicos disponibles de la edificación, se puede rápidamente concluir que ella solo garantizaba una carga por uso y ocupación equivalente a la de aulas y salones de reunión solo en la parte frontal es decir sobre la segunda planta.

En la amplia literatura disponible sobre el tema se destaca que este sistema portante conformado por una combinación de pórticos de hormigón armado en el interior de la edificación y por muros cargueros sin refuerzo en la fachada y los muros interiores, brinda una combinación estructural muy vulnerable tanto para cargas laterales como para verticales al no garantizar una adecuada protección ni confiabilidad estructural ante cualquier sobrecarga vertical o lateral.

La mampostería sin refuerzo, que es el sistema típico utilizado en esta edificación, se debe rehabilitar en cualquier sitio sometido a cargas sísmicas. Adicionalmente este tipo de sistema estructural, dadas sus características de falla frágil y súbita, sin previo aviso, solo es confiable en zonas sin amenaza sísmica y cuando se maneja con altos coeficientes de seguridad. Se habla en estos casos de valores mayores de 7.

Para el año 1940 al edificio se le construyó un piso adicional sobre las dos losas laterales para usar la cubierta como sistemas de piso que soportan aulas y oficinas. Esta modificación solo aparece registrada en los archivos de la Universidad pero no se tiene un documento técnico de soporte que indique un estudio de viabilidad del proyecto. La cubierta para estas nuevas aulas fue en cerchas de madera con teja de barro.

Respecto a documentos de construcción tales como bitácora, registros de materiales, ensayos de resistencia y modificaciones posteriores no se tiene ningún registro. El edificio en la actualidad está notoriamente intervenido. Se han cambiado muros interiores cargueros, se han colocado nuevas divisiones, se ha alterado cíclicamente las cargas de uso y ocupación. Pero al margen de lo anterior es importante resaltar el poco mantenimiento que ha tenido la edificación tanto interior como exteriormente. Esto último afecta la rehabilitación y actualización estructural al incrementarse los costos de reparación.

Un aspecto importante de resaltar es que la edificación ha estado en servicio 70 años y ha soportado las combinaciones de cargas verticales y laterales impuestas sin manifestar un síntoma evidente de falla. Sin embargo esto no significa que la estructura sea segura. Como se anota antes, *los materiales y el sistema estructural usado se consideran de alta rigidez pero muy frágiles en el momento de la falla, es decir no avisan y su desplome es súbito. Esta es una de las principales razones por las cuales se debe acondicionar la estructura.*

**Por ser declarado el edificio patrimonio cultural de la nación, su intervención estructural esta supeditada a la conservación de los elementos arquitectónicos que le permitan mantener su integridad estética, espacial y funcional. En este sentido la solución propuesta en este trabajo respeta al máximo el diseño original arquitectónico del edificio.**

## **2. PROCESO DE INSPECCION**

### **2.1 GENERALIDADES**

El proceso de inspección consiste en recoger y analizar la mayor cantidad de datos técnicos relativos a la estructura. Para este fin se utiliza como herramienta básica la experiencia y el conocimiento de patología de materiales y estructuras que debe tener el inspector. Una visita a la edificación es el primer paso a seguir con el fin de observar detalladamente la estructura y recoger los primeros datos para la posterior evaluación estructural. En esta visita se revisan planos, estado de los elementos portantes tales como losas, vigas, columnas y muros, condiciones de pisos y cubiertas. Adicionalmente se recoge información histórica como modificaciones, incendios, sismos que ha sufrido la edificación. Se programa un plan de ensayos en el sitio para determinar las propiedades mecánicas y físicas de los materiales se recogen muestras y se ensayan en el laboratorio. Finalmente se presenta un informe resumido del estado de resistencia de la estructura con los resultados obtenidos de la evaluación experimental.

### **2.2 VISITA AL SITIO DE LA EDIFICACIÓN**

En esta fase se recoge la información general sobre la calidad de los materiales de construcción, el sistema estructural, la vulnerabilidad sísmica e intervenciones posteriores.

#### **2.2.1 Datos generales**

- ☐ Año de construcción.            1931
- ☐ Años de remodelación.        1940 y 1960
- ☐ Área construida:                1750 m<sup>2</sup>
- ☐ Longitud edificio:               60 m
- ☐ Ancho del edificio:              40 m

### 2.2.2 Datos de la construcción

- ❑ Tipo de cubierta. Inicialmente toda la cubierta es una losa de hormigón armado. Posteriormente se combina la losa con un techo en cerchas de madera con tendido en caña brava y teja de barro.
- ❑ Sistema de losa. Losa maciza de 10 cm de espesor reforzada con barras de acero de 9.5 mm en ambas direcciones y solo en la parte inferior de la losa.
- ❑ Tipo de losa sobre el piso. Solado en piedra que soporta un mortero pobre de 10 cm de espesor sin refuerzo.
- ❑ Condiciones del suelo. Predomina un suelo arenoso con gran cantidad de grava y piedra. El tipo de suelo según NSR-98 es S2 ( Dato del estudio de suelos ref. 21).
- ❑ Muros exteriores. En ladrillo macizo sin refuerzo.
- ❑ Cantidad de aberturas en muros. Varían en la fachada y en el interior. En general se puede indicar un 60 % de aberturas en muros.
- ❑ Estado de columnas. No presentan signos de fisuras ni deflexiones. Su apariencia es aceptable.
- ❑ Fundaciones. En general aceptables sin asentamientos ni fallas visibles en ellas.
- ❑ Condiciones de servicio de la estructura. Se presentan fisuras en muros y dinteles por toda la estructura. Las deflexiones en losas y vigas están bien controladas.
- ❑ Asentamientos estructurales. Solo en el primer piso por efectos de aguas freáticas y de conducción que no se han tratado adecuadamente.

### 2.2.3 Sistema resistente a cargas laterales

- ❑ Tipo de edificio NSR-98. Sistema estructural en el que se combinan muros de mampostería no reforzada en la fachada con pórticos de hormigón armado en la parte interior de la edificación. En general predominan los muros de mampostería no reforzada.
- ❑ Período, T. El edificio es irregular en planta y en altura. Su período estimado por la fórmula aproximada de la NSR-98 es de  $T = 0.05 \times (10.6)^{0.75} = 0.29$  s.

- ❑ Cortante en la base sin reducir.  $V_s = 0.375 \times 20100 \text{ kN} = 7538 \text{ kN}$  ( 754 ton.)
- ❑ Coeficiente de modificación de respuesta R. Para este caso  $R=1$

#### 2.2.4 Evaluación de datos

Para la evaluación de cargas laterales se va a considerar tanto el espectro elástico recomendado para Medellín por la NSR-98 ( 7 ) como el recomendado por la micro-zonificación sísmica de la ciudad (15). Ambos espectros elásticos registran valores de pseudo-aceleraciones similares.

- |                             |              |
|-----------------------------|--------------|
| ❑ Aceleración pico efectiva | $A_a = 0.15$ |
| ❑ Velocidad pico efectiva   | $A_v = 0.20$ |
| ❑ Perfil del suelo          | Tipo = S2    |
| ❑ Coeficiente del sitio     | $S = 1.2$    |

### 2.3 PLAN DE ENSAYOS

El sistema resistente del edificio esta constituido por muros de mampostería sin refuerzo y pórticos de hormigón armado. Estos reciben una losa maciza de hormigón armado que se apoya simplemente en una serie de vigas transversales. Las vigas se apoyan simplemente en los muros y los pórticos. Los materiales utilizados se describen y estudian a continuación:

- ❑ Ladrillos macizos de arcilla cocida.
- ❑ Morteros de cemento calcáreo.
- ❑ Hormigón de cemento calcáreo.
- ❑ Acero de refuerzo liso y corrugado.
- ❑ Madera y vitrificado para la cubierta.

En la evaluación estructural de estos materiales se usaron varias técnicas de ensayo y prueba entre las que se pueden mencionar:

**TABLA 2.1. ENSAYOS REALIZADOS Y NORMATIVIDAD**

TIPO DE ENSAYO	NORMA TÉCNICA COLOMBIANA	NORMA ASTM CORRESPONDIENTE
ESCLERÓMETRO DE REBOTE	No traducida	C-809
DETECTOR DEL REFUERZO	Sin norma	Sin norma
EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS	NTC-889	C-42
ABSORCIÓN Y POROSIDAD	NTC- 92, 176 Y 237	C-29, 127 Y 128
RESISTENCIA MURETES	NTC-3495	E-447
RESISTENCIA LADRILLOS	NTC-4017	C-67

Mediante la ejecución de estas pruebas se logra conocer la capacidad de carga real que tienen los materiales enunciados. A continuación se presenta el estudio para cada uno.

#### 2.3.1 Unidades de mampostería

Para la evaluación de este material se recogieron 7 unidades del sitio de la edificación. Tres de ellos se sometieron al ensayo de compresión simple siguiendo la norma NTC 4017. Con los tres restantes se fabricaron muretes siguiendo NTC 3495.

Los resultados del ensayo de las unidades indican una resistencia a la compresión promedia de 10.7 MPa. La absorción de agua en frío obtenida es del 17%. La gravedad específica del ladrillo es de 2100 kgf / m<sup>3</sup>.

En los muretes la resistencia a la compresión media es de 7.5 MPa. La falla típica es por desmoronamiento del mortero de pega y rotura por flexión del ladrillo.

La unidad de mampostería evaluada presenta una buena compacidad y dureza en el momento de las pruebas. Estos resultados están bien correlacionados con otros realizados en trabajos anteriores (9) los cuales indican una resistencia media a compresión de 11 MPa para unidades de 1932 y 9.5 MPa para unidades de 1945. Las absorciones son del 18%.

### 2.3.2 Mortero de pega con cemento calcáreo

Para el mortero se realizaron pruebas a compresión sobre muestras tomadas de la edificación. La resistencia promedio obtenida es de 7.3 MPa. Este mortero se analiza por microscopia para determinar sus características internas y confirmar sus propiedades mecánicas. Se constata que es un mortero pobre con una alta cantidad de poros y un contenido de cemento por metro cúbico de 250 Kg. Estos ensayos se realizaron siguiendo la norma NTC 3546.

### 2.3.3 Hormigón de cemento calcáreo

En este caso se utilizan pruebas de dureza superficial con esclerómetros, pruebas de núcleos taladrados y ensayos para detectar el refuerzo metálico colocado en la estructura. Adicionalmente se analizan cualitativamente las muestras del hormigón tomadas del sitio y determina mediante análisis de imagen las características de la mezcla y la distribución de cementante y agregados. Con este resultado se puede interpretar mas correctamente los resultados obtenidos de las pruebas mecánicas.

#### 2.3.3.1 Ensayos con esclerómetro

Utilizando el esclerómetro de rebote del laboratorio de Estructuras y comprobando con el martillo de huella, se evaluaron las vigas, columnas y losas de la edificación. Los valores obtenidos indican buena uniformidad en el hormigón colocado.



**TABLA 2.2. ENSAYOS CON ESCLERÓMETRO DE REBOTE**

SECTOR EVALUADO	# REBOTE OBTENIDO PROMEDIO	RESISTENCIA PROBABLE ( MPa)
Columnas 25*25 interiores	27	18
Columnas 35*35 interiores	35	27
Losa de piso 2do nivel	38	30
Losa de cubierta 2do nivel	35	27
Vigas interiores 35*40	30	22

Los resultados obtenidos indican la utilización de una misma composición del hormigón en losas, vigas y columnas como lo constatan los resultados de la tabla 2.2. La resistencia a la compresión promedia del hormigón es de 20 MPa. Esta resistencia realmente es baja para las normas actuales de diseño por lo que es importante considerar para la rehabilitación del edificio su mejoramiento ya sea con recubrimiento exterior usando materiales tales como la fibra de carbono o ampliando la sección de los elementos estructurales.

#### 2.3.3.2 Pruebas de recubrimiento y detector de refuerzo

El equipo de trabajo es el detector de refuerzo y recubrimiento de propiedad del laboratorio de Estructuras. Con esta prueba se revisa la estructura en varios sitios ( Losas, vigas, columnas y fundaciones). El método consiste en sondear la estructura superficialmente de tal forma que a medida que se detecte el refuerzo metálico se registre las dimensiones, profundidad y clase de acero encontrado. Para obtener mejores resultados se recomienda que previamente se calibre el equipo en un elemento al cual se le conocen ya sus características de refuerzo. Con esta salvedad se puede afirmar que el procedimiento de ensayo es rápido y practico pero se requiere experiencia y conocimiento de la técnica para un uso eficiente.

TABLA 2.3. RESULTADOS DE PRUEBAS CON DETECTOR DE REFUERZO

TIPO DE ELEMENTO	RECUBRIMIENTO ( cm)	CANTIDAD REFUERZO	RESISTENCIA REFUERZO
Vigas de pórticos interiores	3	2 # 6 en la parte inferior	280 MPa
Vigas de soporte losas	2.5	2 # 5 en la parte inferior	280 MPa
Losa de piso 2do y 3er nivel	2.0	# 3 cada 25 cm en dos direcc.	280 MPa
Columnas Pórticos interiores	4.0	4 # 4 en las esquinas.	280 MPa

Se observa que los recubrimientos en losas se ajustan a las especificaciones para este tipo de estructuras, es decir 2 cm. Para las columnas y vigas el recubrimiento varia entre 3 y 4 cm. Se detecta en toda la estructura la presencia de acero únicamente en las zonas de momento positivo con cantidades cercanas a las cuantías mínimas recomendadas actualmente para este tipo de estructuras es decir:

- ❑ En vigas se observan cuantías del orden de 0.0050
- ❑ En columnas la cuantía de acero es del 0.5%
- ❑ En losas las cuantías son del orden del 0.0040

En la inspección con el detector de refuerzo se constata además que no existen amarres transversales en columnas ni estribos en vigas. Lo anterior se debe considerar cuando se proponga la rehabilitación de estos elementos. La forma más convencional es ensanchar estas secciones y colocar así los amarres y estribos necesarios para absorber las fuerzas cortantes externas.

### 2.3.3.3 Ensayos sobre núcleos taladrados

Utilizando el extractor de núcleos Soil-test de propiedad del laboratorio de Estructuras se perforaron dos columnas y dos losas en el edificio. Se utiliza para esta prueba una broca corona de diamante con diámetro de 10 cm. Los núcleos extraídos se cortan y preparan para garantizar una aplicación uniforme de la carga axial. Los valores obtenidos se indican en la tabla 2.4

TABLA 2.4 RESULTADOS DE PRUEBAS CON NÚCLEOS TALADRADOS

SECTOR DE EXTRACCION	RESISTENCIA DEL HORMIGÓN (MPa)	OBSERVACIONES
COLUMNAS INTERIORES	15	Buena compacidad y dureza del material. A la inspección visual se aprecia alta proporción de agregados
LOSA	13	Se aprecia exceso de partículas de diámetros mayores de 50 mm. El agregado es canto rodado.

Adicionalmente se realizaron pruebas de tracción por compresión diametral sobre algunas muestras seleccionadas de los núcleos. Los resultados de estas muestras indican una resistencia a compresión diametral de 2.4 MPa. Un análisis de este resultado, comparando con la resistencia a la compresión obtenida en los núcleos, indica la certeza en las medidas observadas. En la literatura técnica (18) se especifica que la resistencia a la tracción por compresión del hormigón,  $f_{ct}$ , se ajusta estadísticamente a la compresión mediante la ecuación:

$$f_{ct} = 0.50 (f'_c)^{0.5} \Rightarrow f_{ct} = 0.50 (15)^{0.5} = 1.9 \text{ MPa.}$$

Este valor difiere en un 20 % del obtenido experimentalmente ( 2.4 MPa).

### 3. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

#### 3.1 GENERALIDADES

La evaluación estructural de edificios de mampostería sin refuerzo sometidos tanto a cargas verticales como horizontales ha sido motivo de investigación durante los últimos 30 años. Las referencias 19 y 20 así lo indican. En este trabajo solo se evalúa estructuralmente la edificación actual para las cargas verticales producidas por el peso propio y la ocupación. Para cargas laterales se asume totalmente vulnerable y no es conveniente considerar esta resistencia en el estudio. Los resultados obtenidos se comparan con los requeridos por la estructura para las nuevas condiciones de uso y se indican las recomendaciones a seguir.

#### 3.2 CARGAS DEBIDAS AL PESO PROPIO. CARGAS MUERTAS

##### 3.2.1 Nivel de cubierta

- Áreas laterales: se tienen dos cubiertas laterales en cercha de madera con tendido en caña brava y teja de barro (  $1.7 \text{ kN} / \text{m}^2$  ). Además sobre ellas hay una capa de mortero con un peso unitario =  $22 \text{ kN} / \text{m}^3$  y de 50 mm de espesor colocado para control de humedades. Área de cubierta =  $2 * 244 \text{ m}^2 = 488 \text{ m}^2$

$$\text{Peso cubierta: } W1 = (1.7 + 0.05*22) * 488 = 1410 \text{ kN.}$$

- Área frontal: se tiene una losa de cubierta de área  $524 \text{ m}^2$  y espesor de 10 cm. Sobre la losa hay un piso cerámico de 5 cm de espesor con peso unitario de  $16 \text{ kN/m}^3$  y 24 vigas de  $b = 30 \text{ cm}$  y  $h = 40 \text{ cm}$  con longitud de 5.60 m.

$$\text{Peso losa: } W2 = (0.10*24 + 0.05*16)*524 + 24*0.3*0.4*5.6*24 = 2060 \text{ kN.}$$

- Peso de Muros que sostienen la cubierta.

En las áreas laterales hay muros de 40 cm de espesor en la fachada y muros de 20 cm de espesor interiores. Altura de muros = 4.8 m Peso unitario = 21 kN/m<sup>3</sup> Longitud = 131 m. Los muros exteriores tienen un 60 % de huecos. Los interiores tienen un 10%.

Peso muros exteriores:  $W3 = (4.8 * 131 * 0.40) * 21 * 0.40 = 2110 \text{ kN}$ .

Peso muros interiores:

De 20 cm =>  $(4.8 * (29.5 + 29.5) * 0.90 * 21 * .20) = 1070 \text{ kN}$

De 40 cm =>  $(4.8 * (16 + 42) * 0.90 * 21 * .40) = 2100 \text{ kN}$

De 60 cm =>  $(4.8 * 16 * 21 * 0.60) = 970 \text{ kN}$

De 80 cm =>  $(4.8 * 5 * 21 * 0.80) = 400 \text{ kN}$

Peso total muros:  $W4 = 4540 \text{ kN}$

Peso pórtico de hormigón armado:  $W5$

$$W5 = 22 * 0.3 * 0.3 * 24 * 4.8 + 22 * .3 * .4 * 24 * 3 = 420 \text{ kN}$$

En resumen el peso concentrado en la cubierta de la edificación es de:

$$W_c = W1 + W2 + (W3 + W4 + W5) / 2 = 7000 \text{ kN}$$

### 3.2.2 Losa de piso del Segundo nivel.

- Losa :  $W1 = 0.10 * 24 * 1318 = 3160 \text{ kN}$

Acabados de piso  $W2 = 1.50 * 1318 = 1980 \text{ kN}$ .

Muros exteriores  $W3 = 211 + 4.8 * ( 15.5+15.5+24 ) * 0.40 * 21 * 0.40 = 3000 \text{ kN}$

Muros interiores  $W4 = 4540 \text{ kN}$

Pórtico  $W5 = 420 \text{ kN}$

El peso concentrado de la primera losa del edificio es de:

$$W L = W1 + W2 + W3 + W4 + W5 = 13100 \text{ kN}$$

El peso total estimado de la edificación es de  $13100 + 7000 = 20100 \text{ kN}$

### 3.3 CARGAS POR USO Y OCUPACIÓN. CARGAS VIVAS

El edificio esta destinado a salones de clase y salones de reunión. La carga viva mínima para estos casos esta especificada en la NSR-98 como:

Aulas de clase:  $2.0 \text{ kN / m}^2$

Auditorios y salas de reunión:  $3.0 \text{ kN / m}^2$ .

### 3.4 REVISION ESTRUCTURAL DE LA LOSA

#### 3.4.1 Estado de cargas actuales

Considerando las condiciones de carga a que esta sometida la losa se tiene:

Peso propio losa + acabados de piso =  $( 0.10 * 24 + 1.50 ) = 3.90 \text{ kN / m}^2$

Carga viva =  $3.0 \text{ kN / m}^2$

Carga vertical total en servicio =  $6.90 \text{ kN / m}^2$

Carga vertical última para el diseño del refuerzo =  $3.90 * 1.4 + 3.00 * 1.7 = 10.56 \text{ kN / m}^2$ .

Como resultado de la inspección realizada al sistema estructural y analizando la bibliografía sobre construcciones de este tipo se concluye que la losa está trabajando en una dirección simplemente apoyada en las vigas cargueras. Estas a su vez se apoyan simplemente en los muros de mampostería sin refuerzo ( Esta es una de las grandes debilidades de estos sistemas constructivos indicadas por muchos investigadores que las han estudiado después de eventos sísmicos). ( 3, 5, 6)

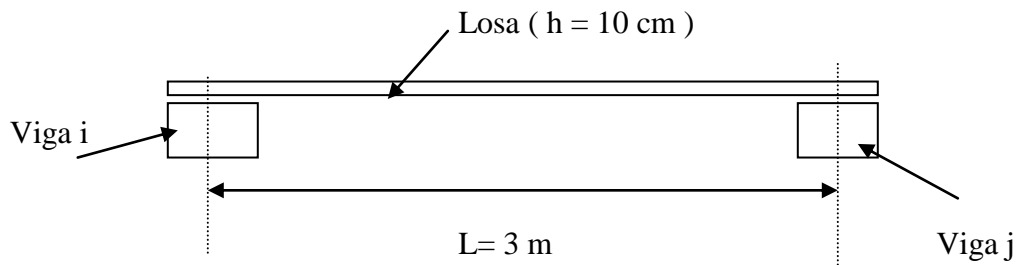


Figura 3.1 Sistema estructural de losas y vigas cargueras en el edificio

Para un ancho de franja unitario de 0.50 m se tiene:

$$q_s = 6.90 * 0.5 = 3.45 \text{ kN / m}$$

$$q_u = 10.56 * 0.5 = 5.28 \text{ kN / m}$$

El espesor mínimo especificado para no controlar deflexiones es de:

$$300 / 20 = 15 \text{ cm.}$$

Evidentemente la losa no cumple este criterio por lo que se recomienda controlar estas deflexiones bajo cargas de servicio. De otra parte hay un efecto importante que no se ha considerado en la losa: la relación de lados es de:

$$5.6 / 3.0 = 1.87 \text{ menor que } 2.0$$

Por lo que se espera un efecto bidireccional en su comportamiento estructural es decir transmite carga a los cuatro bordes aunque ella se coloque a trabajar en una dirección. Bajo este ultimo punto de vista los cálculos de espesor indican un valor de:

$$(560 * 2 + 300 * 2) / 180 = 8.22 \text{ cm}$$

Es decir una losa de espesor mínimo de 10 cm que es lo que realmente tiene.

En resumen la losa no cumple espesor unidireccional pero si lo cumple cuando se analiza en dos direcciones. Realmente la losa esta trabajando como bidireccional. Aunque este ultimo efecto es pequeño, ya que el valor de 1.87 es cercano a 2, hay aproximadamente un 15 % de la carga que se va a los muros y no a la viga de apoyo. Los siguientes cálculos se realizan con losa unidireccional que es la hipótesis utilizada inicialmente para la estructura.

### 3.4.2 Revisión a flexión

El refuerzo que tiene actualmente la losa es de una barra de 9.50 mm de diámetro cada 20 cm en dirección perpendicular a la viga y una barra de 6.35 mm de diámetro cada 35 cm en dirección paralela a la viga carguera. El primer refuerzo es el de flexión y el segundo es el de retracción y temperatura. Todo el refuerzo esta colocado a una distancia de 2 cm del extremo inferior de la losa para un  $d = 8$  cm.

$$\text{Cuantía refuerzo a flexión } p = (2.5 * 0.71) / (50 * 8) = 0.0044$$

$$\text{Cuantía refuerzo de retracción } p_{rt} = (1.43 * 0.31) / (50 * 8) = 0.0011$$

Ambas cuantías de refuerzo no están muy alejadas de los valores actuales utilizados para losas. Para la primera es del orden de 0.008 para la segunda de 0.0020.

Al calcular la capacidad a flexión que tiene la losa con esta cuantía de refuerzo se obtiene:

$$M_n = 2.5 * 0.71 * 24 * (8.0 - 0.5) = 3.20 \text{ kN} * \text{m} \quad \text{Por franja de 0.5 m}$$

$$\text{Para franjas de 1 m el valor es: } 3.20 * 2 = 6.40 \text{ kN} * \text{m}$$

$$\text{Por especificación } \mu_u \geq 0.90 * M_n \Rightarrow 0.90 * 6.40 = q_u * 3^2 / 8 \quad \text{y} \quad q_u = 5.12 \text{ kN} / \text{m}^2$$

La carga total mayorada sobre la losa es de: 10.56 kN / m<sup>2</sup>. Como se puede apreciar la capacidad de carga de la losa es de solo el 50% de la que se requiere para soportar con



seguridad las cargas impuestas por el uso de la estructura. En otras palabras con el refuerzo actual la losa se puede considerar segura para soportar solo la carga muerta la cual mayorada es de  $1.4 \times 3.90 = 5.46 \text{ kN / m}^2$ . Efectivamente se aprecia que  $5.46 \text{ kN / m}^2$  es aprox.  $= 5.12 \text{ kN / m}^2$ .

Para soportar las nuevas cargas se propone colocar una nueva losa, sobre la anterior, que soporte las cargas de piso.

Esta alternativa, en los actuales momentos, es mas practica y económica. El espesor de esta nueva losa, la cual trabajara en dos direcciones y estará aligerada con casetón de madera perdido, será:  $h \geq (\text{Perímetro de la losa}) / 180 = 2000/180 = 11 \text{ cm}$ .

Por facilidad de construcción y aligerante se utilizara una losa de  $h = 15 \text{ cm}$ .

### 3.4.3. Análisis a flexión nueva losa.

A diferencia de la losa existente, la cual esta simplemente apoyada sobre las vigas, la nueva losa se apoyará monolíticamente en vigas perimetrales y trabajara en forma de diafragma rígido en la estructura. Las vigas perimetrales se apoyan monolíticamente sobre nuevos muros y columnas de hormigón armado contruidos al lado de la mampostería existente. Para garantizar la transmisión de tensiones entre ambos sistemas se colocan conectores de cortante con lo que se absorberán tanto las cargas verticales como las laterales y adicionalmente se aliviara la capacidad de carga de la mampostería existente.

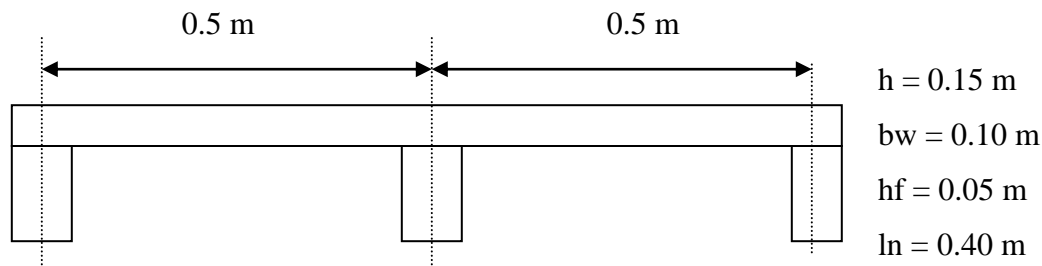


Figura 3.2. Sección de losa seleccionada, para ambas direcciones

En el análisis a flexión se usa el método de los coeficientes del ACI-63 y los resultados se validan con el método de las líneas de rotura.

Datos generales para el diseño:

Peso propio de la losa =  $(0.05 + 0.10 \cdot 0.10 / 0.50) \cdot 24 + 15$  : 1.83 kN / m<sup>2</sup>

Peso de acabados de piso: 1.20 kN / m<sup>2</sup>

**Carga muerta total:** 3.03 kN / m<sup>2</sup>

Carga viva por uso y ocupación: 3.00 kN / m<sup>2</sup>

Carga total en servicio = 3.00 + 3.00: 6.00 kN / m<sup>2</sup>

**Carga muerta mayorada = 3.03 \* 1.4:** 4.24 kN / m<sup>2</sup>

Carga viva mayorada = 3.00 \* 1.7: 5.10 kN / m<sup>2</sup>

**Carga total mayorada = 4.24+5.10:** 9.34 kN / m<sup>2</sup>

Longitud dirección larga = 5.60 m

Longitud en dirección corta = 4.80 m y 4.50 m.

□ Método de los coeficientes del ACI.

Relación de luces:  $L_a / L_b = 4.8 / 5.6 = 0.86$  para el primer panel

$= 4.5 / 5.6 = 0.80$  para paneles siguientes

Para estas relaciones se obtienen los valores de momentos, reacciones y cortantes.

Para el primer panel de losa se obtiene:

Momento negativo en dirección larga = 4.98 kN \* m ( por franja de 0.5 m)

Momento negativo en dirección corta = 7.10 kN \* m “

Momento positivo en dirección larga = 4.28 kN \* m “

Momento positivo en dirección corta = 3.10 kN \* m “

Reacción en dirección larga = 4.45 kN \* m por franja de 0.5 m

Reacción en dirección corta = 7.40 kN \* m “

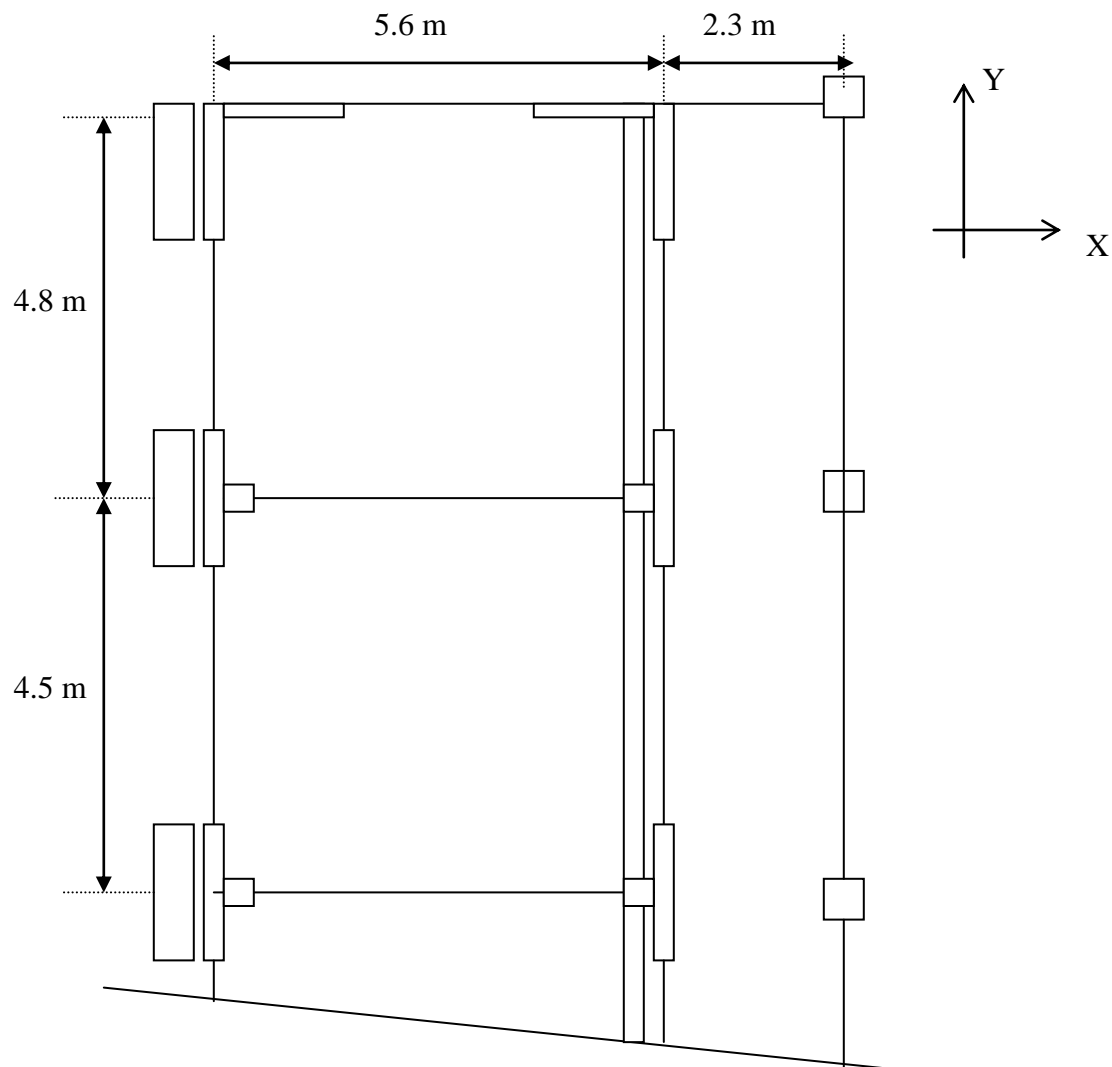


Figura 3.3 Planta típica de la losa en dos direcciones

Para esta losa la resistencia nominal a flexión con diferentes cuantías de refuerzo se puede estimar con:  $M_n = A_s f_y (d - a/2)$ . Si se asume  $a = d/6$  y  $f_y = 420 \text{ MPa}$

Tabla 3.1 Resistencia a flexión de losas según cuantía del refuerzo

REFUERZO	Mn ( kN * m)	$\phi$ Mn ( kN * m)
1 barra # 3	3.11	2.80
1 barra # 4	5.64	5.08
1 barra # 5	8.75	7.88

Como se puede apreciar en la tabla anterior el refuerzo de la losa es el siguiente:

Acero positivo en dirección X	Asx = 1 barra # 4 en cada vigueta.
Acero positivo en dirección corta Y	Asy = 1 barra # 4 “
Acero negativo en dirección X	Asx = 1 barra # 4 “
Acero negativo en dirección Y	Asy = 1 barra # 5 “

### 3.5 REVISION DE LAS VIGAS TRANSVERSALES

El sistema de piso actual se apoya cada 3 m en una serie de vigas paralelas de  $b = 30$  cm y  $h = 40$  cm. Estas vigas a su vez se apoyan simplemente en los muros de mampostería sin apreciar ningún anclaje. El sistema es el siguiente:

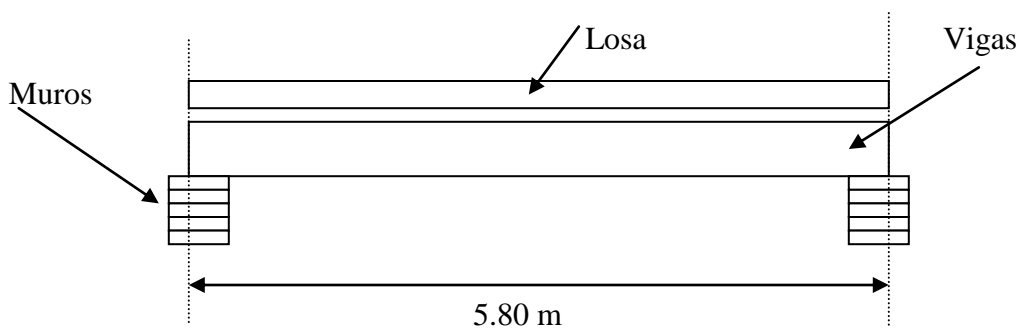


Figura 3.4 Sistema de apoyo de vigas cargueras

La carga que le transmite la losa a la viga es la siguiente:

Por carga muerta:  $q_m = (3.90 * 1.4) * 5.8 / 2 = 15.83$  kN cada metro

Por carga viva:  $q_v = (300 * 1.7) * 5.8 / 2 = 14.79$  kN cada metro.

Peso propio viga :  $0.3 * 0.4 * 2400 * 1.4 = 4.03$  kN cada metro.

La carga total mayorada en la viga es: 34.65 kN / m.

Esta carga produce un momento último de:  $M_u = 34.65 * 5.8^2 / 8 = 145.7$  kN \* m.

y una cortante última de:  $V_u = 34.65 * 5.8 / 2 = 100.48$  kN

Con la ayuda del detector de refuerzo y recubrimiento se detecto en las vigas un refuerzo de 2 barras de 2 cm de diámetro. Es decir una cantidad de refuerzo equivalente a  $A_s = 2.84 * 2 = 5.68$  cm<sup>2</sup>. La cuantía es del orden de  $p = 5.68 / (30 * 35) = 0.0054$ .

El momento nominal que resiste esta viga es:

$M_n = 568 * 240 * (35 - 5.8/2) = 4375872$  N \* cm = 43.76 kN \* m . Es decir una capacidad a flexión muy inferior al valor obtenido para  $M_u$ .

Los códigos actuales de diseño obligan a garantizar un  $M_u < 0.90 M_n$ . Esto no se cumple. El valor obtenido es solo el 30% del actualmente exigido.

Es importante anotar que los cálculos del refuerzo que actualmente tienen las vigas se efectuaron con los métodos elásticos de diseño en donde no se aprovecha sino la mitad de la capacidad resistente de los materiales y se trabaja con cargas de servicio.

*Existe un problema más complejo que el de la flexión cuando se analizan estas vigas. En la inspección no se pudo detectar refuerzo por cortante. Bajo las cargas anteriores la viga requiere el siguiente refuerzo:*

$V_u = 34.65 * 5.8 / 2 = 100.48$  kN.       $V_c = (0.17 * 15^{0.5}) * 30 * 40 = 77.89$  kN.

Ya que  $V_u > 0.85 V_c / 2$  se debe colocar refuerzo transversal.

### 3.6 REVISION DE LOS MUROS

Los muros están dispuestos de tal forma que reciben además de su propio peso la carga transmitida por las vigas y el peso de los muros superiores. Adicionalmente estos muros deben soportar las probables cargas laterales producidas por vientos y sismos.

En este caso se va a revisar solo la capacidad a carga vertical de estos muros ya que se considera que la mampostería sin refuerzo no resiste ninguna carga lateral para propósitos de diseño. En la realidad ellos si tienen alguna resistencia a este tipo de cargas pero debido a su configuración y al tipo de falla presentada no es recomendable utilizar esta resistencia.

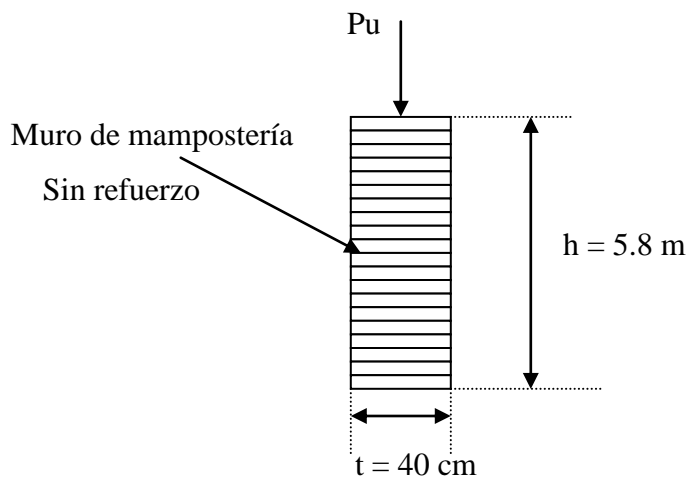


Figura 3.5 Esquema típico de la carga que baja por los muros

La carga que le transmiten las vigas cargueras, los muros de los pisos superiores y la cubierta a estos muros es la siguiente:

Carga de la viga = 77.89 kN

Carga muro superior =  $(0.4 * 5 * 4.5) * 21 = 189.00 \text{ kN}$

Carga de la cubierta  $(1.70 + 0.05 * 22) / 2 * 4.5 * 2.9 = 18.27 \text{ kN}$ .

Para las áreas laterales del edificio la carga es:  $P_u = 285.16 \text{ kN}$  ( 29 ton.)

En una área de  $1.50 * 0.40 \text{ m}$  la tensión de compresión es:

$$S = 285.16 * 1000 / ( 1500 * 400) = 0.48 \text{ MPa}$$

Este valor es inferior a la capacidad a carga vertical de esta mampostería el cual es de:

$$F_a = 0.20 * 7.5 * ( 1 - ( 500 / (40*40)) ^3 ) = 1.45 \text{ MPa}$$

Para carga vertical los muros laterales están trabajando en un 30 % de su capacidad total. Lo anterior no significa que son seguros porque en ellos no se ha considerado las cargas laterales y los efectos combinados de flexión y cortante.

Para el área frontal del edificio el análisis es similar, lo que varían son las cargas y las dimensiones de los muros. En este caso se tienen muros de 0.60 m de espesor y la cubierta es una losa de 10 cm de espesor.

Carga de la viga superior =	77.89 kN
Carga de viga inferior =	77.89 kN
Carga muro = ( 0.6* 5 * 4.5 ) * 21 =	283.50 kN

$$\text{Carga total} = 439.28 \text{ kN ( 44 ton).}$$

En una área de 1.50 \* 0.60 m la tensión de compresión es:

$$S = 439.28 * 1000 / ( 1500 * 600) = 0.49 \text{ MPa}$$

Valor inferior a la capacidad a carga vertical:  $F_a = 1.49 \text{ MPa}$

### 3.7 REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

La estructura de cimentación del edificio esta constituida por una zapata continua perimetral de 1.20 m de ancho por 20 cm de espesor.

En la inspección no se detecta acero de refuerzo en la fundación.

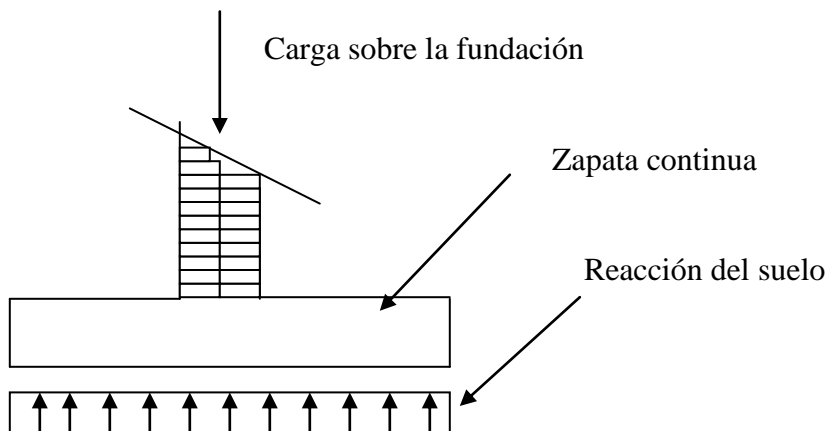


Figura 3.6. Detalle de la carga sobre la cimentación.

El Pu que baja por las áreas laterales es:  $2 * 63.00 + 77.89 + 6.09 = 210 \text{ kN}$

El Ps =  $210 / (1.55) = 135 \text{ kN}$  ( En forma aproximada).

Para la zona lateral:

**La capacidad del terreno debe ser mayor o igual a:  $135 / 1.5 = 90 \text{ kN / m. ( 9 ton / m)}$**

Es decir se requiere un terreno de mas de  $100 \text{ kN / m}^2$ .

El Pu que baja por el área frontal es:  $2 * 94.50 + 2 * 77.89 = 345 \text{ kN}$

El Ps =  $345 / (1.55) = 222 \text{ kN}$  ( En forma aproximada).

Para la zona frontal:

**La capacidad del terreno debe ser mayor o igual a:  $222 / 1.5 = 148 \text{ kN / m. ( 15 ton / m)}$**

Es decir se requiere un terreno de mas de  $150 \text{ kN / m}^2$ .



### 3.8 REVISION POR CARGA LATERAL

Dada la época y el estado de conocimientos técnicos, relativos a este tema, en el momento de diseñar y construir la edificación, se confirma que no se considero ninguna carga horizontal que representara el efecto del viento o los sismos.

El edificio se localiza, en el contexto sísmico nacional, en una zona de amenaza sísmica intermedia en donde se esperan sismos con aceleraciones pico efectivas de  $A_a = 0.15$  es decir se esperan sismos del 15 % de la aceleración de la gravedad con una probabilidad de excedencia del 10 % en un período de retorno de 50 años.

A nivel local el municipio de Medellín esta micro-zonificado en 14 zonas sísmicas ( 15). El edificio actual esta localizado en la zona 6 en donde se esperan aceleraciones de  $A_a = 0.18$  es decir un 20 % mayores a los indicados a nivel nacional.

En el capitulo anterior se indica que el período fundamental de vibración para este edificio es del orden de  $T = 0.29$  s. Para este período la cortante sísmica en la base según el espectro elástico recomendado por la NSR-98 es de  $V = 7540$  kN. Si se considera el espectro de la microzonificacion para Medellín la  $V = 0.50 * 20100 = 10050$  kN es decir un 30% mayor que el de la norma nacional.

Las características que muestra actualmente la construcción indican una falta de reglamentación en este sentido. Se tiene una carencia total de anclajes en los elementos estructurales. Los muros cargueros no están convenientemente dispuestos para garantizar un comportamiento adecuado dentro y fuera del plano de las cargas laterales y lo que es más importante dentro de la filosofía del diseño sísmico es que este tipo de construcción se caracteriza por la falta de disipación de energía a través de grandes deformaciones inelásticas cuando se somete a ciclos alternados de cargas horizontales.

Por estas consideraciones a la edificación actual no se le va a asignar resistencia a carga lateral y por lo tanto se debe construir totalmente un sistema paralelo al anterior que transmita estas cargas y garantice al edificio un buen comportamiento estructural tanto vertical como horizontalmente. Este nuevo sistema se presenta en el capítulo 5 de este trabajo.

En la reciente literatura técnica (19, 20) hay consenso en afirmar que los edificios de mampostería sin refuerzo tienen una alta vulnerabilidad sísmica. Los daños y colapsos producidos en estas edificaciones por sismos recientes han llevado a los gobiernos y comunidades científicas a incrementar los esfuerzos en actualizar constantemente los requisitos legales para este tipo de construcciones. Muchos edificios se han rehabilitado considerando estas recomendaciones y han sobrevivido después a sismos moderados y fuertes con leves daños en su estructura portante.

Entre los métodos de evaluación y diagnóstico más usados como referencia de otros códigos y normas regionales están los de las guías Canadienses para la evaluación sísmica de edificios existentes ( 19 ) ( CGSEEB ) y las indicaciones del NEHRP manual para la evaluación sísmica de edificios existentes ( FEMA ) ( 5, 6). Ambos procedimientos se fundamentan en una metodología conocida como ABK ( Agbabian & Asociados- S. B. Barnes & Asociados y Kariotis & Asociados).

## **4. DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL**

### **4.1 GENERALIDADES**

En el capítulo anterior se indico que la capacidad de carga vertical de la construcción existente era adecuada en unas partes de la estructura ( por ejemplo en los muros de mampostería) y deficiente en otras ( losas, vigas y columnas). Además se indico en el numeral 3.8 la falta de resistencia lateral que presenta este tipo de edificación y su alta vulnerabilidad ante sismos.

Considerando primero las cargas verticales en losas, vigas cargueras y columnas, la estructura actual presenta serias deficiencias respecto a la resistencia de los materiales utilizados su nivel de detallado en el diseño y al régimen de cargas variables, y sin control, que se han colocado sobre la edificación. Los muros y las fundaciones presentan resistencias estructurales adecuadas a estas solicitudes.

En segundo lugar considerando las cargas horizontales la situación es diferente ya que evidentemente este tipo de estructura presenta una baja, por no decir despreciable, resistencia a este régimen de cargas. Efectos tales como discontinuidades en los elementos estructurales, falta de refuerzo que garantice deformaciones adecuadas bajo carga, carencia de configuración estructural y ausencia de detalles especiales en vigas, columnas y muros inciden en este sentido.

Desde un punto de vista determinístico ( que fue la metodología seguramente empleada para el diseño inicial del edificio) la resistencia minorada con un coeficiente de seguridad ( es decir resistencia admisible) debe ser capaz de resistir las tensiones que producen las cargas de servicio para garantizar seguridad a la edificación. Este es el concepto de partida para dar inicio al diagnóstico actual de la edificación.

## 4.2 LOSAS DE PISO

- ❑ Ya que el índice de resistencia a flexión para las condiciones actuales de carga vertical de la losa es de 0.48 y se requiere además incrementar esta capacidad para soportar las nuevas cargas por uso y ocupación se propone reforzar la losa actual para incrementar su capacidad de carga o construir una nueva losa sobre la existente que aporte la resistencia requerida.
- ❑ La losa actual solo dispone de refuerzo en la parte inferior de la sección. No hay refuerzo en la parte superior de los apoyos lo que indica una falta de continuidad en el sistema de piso. En conclusión el sistema estructural trabaja como una serie de vigas simplemente apoyadas sin un efecto de diafragma favorable para garantizar un buen comportamiento sísmico.
- ❑ La falta de anclajes y conectores que transfieran las fuerzas cortantes de losas a vigas y muros es otro inconveniente que se evidencia en la edificación. Este problema produce un daño apreciable en los bordes de vigas y muros por efectos del punzonamiento de la losa excitada dinámicamente sobre ellos.

## 4.3 VIGAS CARGUERAS

- ❑ Se evidencia un índice de resistencia en flexión de 0.27 y en cortante de 0.66. Es decir las vigas están en capacidad de soportar un momento flector equivalente solo al peso propio. La capacidad a flexión y a cortante exigida está muy por encima de los valores encontrados.
- ❑ Falta de refuerzo por cortante en las vigas que asegure protección contra este tipo de falla. En la inspección no se encuentra ningún refuerzo en el alma. Un eventual exceso de fuerza cortante solo lo absorbe el hormigón y el acero de refuerzo por flexión. Lo anterior no es garantía suficiente para un buen comportamiento ante altas cargas cortantes como las producidas por sismos.
- ❑ Falta de conexiones adecuadas entre vigas cargueras y muros de mampostería. Este tipo de detalles posibilita el riesgo de falla de los muros fuera del plano de carga.

Además este tipo de problemas permite que bajo la acción de fuerzas cortantes a nivel del diafragma las vigas y nervios de la losa deslicen sobre los muros llevando la estructura al colapso progresivo.

#### 4.4 MAMPOSTERIA

- ❑ La mampostería actual tiene un índice de resistencia a carga axial vertical de 3.02. Esta resistencia, que es del orden de 1.5 MPa, es superior a la exigida por las cargas externas que es del orden de 0.5 MPa. Sin embargo este resultado no da garantía de confiabilidad estructural del sistema. Existen otros factores relacionados con la estructura que inciden mas en su comportamiento global que la misma resistencia. Estos factores son la ductilidad y la capacidad de disipación de energía en rango inelástico.
- ❑ Se evidencia una falta de anclajes entre muros y sistemas de piso. En este sentido los muros trabajan como voladizos sobre la altura del edificio y el riesgo de falla en la base del muro aumenta por las altas tensiones de flexión que allí se generan. Aunque es cierto que existen fuerzas de fricción entre muro y vigas que pueden ayudar a prevenir la falla, estas son pequeñas en magnitud y en la presencia de eventos sísmicos es prudente no considerarla.
- ❑ La mampostería de fachada se caracteriza por una alta presencia de vacíos para la ubicación de ventanas y puertas de acceso. Esta característica permite que en la interacción de vigas dinteles y machones de mampostería se presenten fallas a cortante en el plano en forma diagonal.
- ❑ La falta de refuerzo en la mampostería la vuelve muy vulnerable para posibles cargas a flexión, cortante y torsión. El refuerzo metálico, que en la actualidad es de uso imprescindible en este tipo de edificios, permite absorber las posibles tracciones que se puedan presentar por efecto de las cargas externas.
- ❑ Las cornisas y parapetos de mampostería, que son muy frecuentes en este edificio, no se encuentran convenientemente ancladas a la estructura resistente. Bajo la acción de las cargas sísmicas estos elementos rápidamente fallan y se desploman

provocando graves daños materiales y pérdida de vidas. Esto se debe reparar de forma prioritaria.

- ❑ Es apenas evidente que por las anteriores anotaciones no se puede recurrir a estos muros de mampostería para atender con seguridad las cargas verticales y las laterales. Es menester considerar un nuevo sistema que realice este trabajo. Este sistema, que será tema del próximo capítulo, permitirá acondicionar mejor la estructura para un buen comportamiento en servicio. La opción mas acertada y discutida por el autor de este trabajo y el profesor director es la de colocar muros estructurales de hormigón armado fundados en una cimentación diferente a la de los muros de mampostería.

#### 4.5 CIMENTACIÓN

- ❑ La cimentación de los muros actuales esta constituida por una fundación continua de 20 cm de espesor y ancho y profundidad variable. En las áreas laterales del edificio el ancho es de 1.20 m y la profundidad de 0.80 m. En la parte frontal el ancho es de 1.00 m y la profundidad varia de 0.40 m a 1.20 m.
- ❑ Para las cargas de servicio actuales y considerando una capacidad portante del terreno de 150 kN / m<sup>2</sup> la cimentación debe tener un espesor de mas de 15 cm y un ancho mayor de 1.00 m. Este requisito lo cumple la cimentación actual.
- ❑ Algunos problemas de hundimiento del piso no están relacionados con debilidad del terreno de soporte. La evidencia de un buen terreno portante la indican los muros cargueros que no muestran signos visibles de falla por asentamientos del terreno.

#### 4.6. PORTICOS DE HORMIGÓN ARMADO.

- ❑ El hormigón presenta una resistencia a compresión de  $f'_c = 15$  MPa. Las cuantías de refuerzo son menores que las mínimas actuales y existe una falta total de estribos y detalles de refuerzo en nudos.

- ❑ Para las condiciones actuales de carga vertical la capacidad de las vigas y columnas es apenas adecuada, a pesar de que el hormigón tiene una resistencia menor que la mínima para considerarlo estructural ( $f'_c = 21 \text{ MPa}$ ) y el refuerzo tiene cuantías menores que 1 % en columnas y 0.0033 en vigas. Sin embargo para efectos de carga lateral estos pórticos no se pueden considerar como dúctiles resistentes a momento por su bajo nivel de detallado en el diseño y el pobre control en la construcción.
- ❑ Se recomienda acondicionar las columnas y vigas interiores para atender las probables solicitaciones sísmicas. Esta solución puede resolverse ya sea usando la técnica de aumento de sección de la columna o el uso de mantos envolventes de fibra de carbono. La primera solución es mas práctica y económica pero afecta la apariencia arquitectónica del edificio. La segunda no altera la arquitectura pero es más costosa y especializada.

#### 4.7. ASPECTOS ARQUITECTÓNICOS

4.7.1 Con el fin de conservar y mantener en buen estado el patrimonio cultural e histórico de la universidad es necesario emprender una acción rápida de limpieza y protección de la fachada del edificio. Los morteros a la vista están en alto grado de deterioro y requieren intervención técnica. El ladrillo presenta en algunas partes desintegración por acción de la intemperie y los efectos de ataque químico. En este caso el uso de hidrófugos permiten proteger eficientemente el material.

4.7.2 Interiormente la estructura de mampostería original se ha modificado para adecuar espacios a otros usos. Como esta práctica no es permitida en este tipo de sistema estructural se recomienda recuperar el estado original de muros y dejar marcas o placas en ellos que indiquen la no modificación de estos en un futuro.

4.7.3 En la zona de cubierta, tanto en madera como en losa, se recomienda una acción inmediata de mantenimiento y reparación para la recolección de aguas lluvias y su

transporte adecuado a los sitios de desagüe. Es importante considerar la colocación de corta goteras en estos sitios.

4.7.4 En algunos sitios del edificio se han colocado como dinteles, en aberturas de muros, perfiles de acero que sobresalen a la fachada y que realmente no son elementos originales del sistema estructural. Se recomienda separarlos de la estructura y recuperar el estado original del edificio.



## **5. PROPUESTA DE ADECUACION ESTRUCTURAL**

### **5.1 INTRODUCCION**

Considerando el importante valor histórico que tiene el edificio y la declaración de formar parte del patrimonio artístico y cultural de la nación, es necesario fundar la propuesta de acondicionamiento estructural respetando hasta donde lo permita la técnica, las limitaciones arquitectónicas en fachadas, espacios interiores, corredores, marcos de ventanas y puertas, elementos decorativos y parapetos exteriores. La nueva propuesta de usos del edificio y su estado actual respecto a su resistencia estructural indican la necesidad de reforzar la edificación actual para lograr:

- ❑ Un comportamiento estructural adecuado a las necesidades propias de la edificación y acorde con las disposiciones actuales de construcción.
- ❑ Estabilidad ante las cargas verticales y laterales impuestas por el uso y las condiciones de amenaza sísmica del sitio.
- ❑ Confiabilidad estructural al reducir la vulnerabilidad actual de la edificación mediante la utilización de métodos de análisis y diseño ajustados al estado actual de conocimientos.

### **5.2 ALTERNATIVAS PRESENTADAS**

En este estudio se analizan dos grandes tipos de propuestas: la primera tiene que ver con la posibilidad de adecuar la estructura actual para que transmita eficientemente las cargas verticales y laterales. La segunda consiste en adicionar a la estructura actual un nuevo sistema resistente que se responsabilice de transportar las diferentes cargas externas. Estos tipos de propuestas estructurales han sido reconocidos y utilizadas en otros sitios para trabajos similares.

Aquí se presentan mas como enriquecimiento de la discusión y en cierta medida garantizan un análisis racional del problema, antes de imponer una determinada solución estructural.

### 5.2.1 Reparación de la estructura actual

Esta alternativa considera la posibilidad de intervenir el sistema estructural actual y adecuarlo a las condiciones de resistencia exigidas para estas construcciones. Para lograr este objetivo se requiere disponer de técnicas de análisis y modelación estructural avanzadas y materiales de alto desempeño, lo mismo que empresas especializadas dedicadas a este tipo de trabajos y con experiencia comprobada.

Las técnicas de análisis se han utilizado a nivel experimental e investigativo pero aun subsisten inconvenientes de modelación dadas las características propias de estos sistemas estructurales. Respecto a los métodos de intervención que se han utilizado en otras regiones sísmicas, como por ejemplo el estado de California, Japón, México e Italia, es frecuente ver el uso de hormigón lanzado en las paredes interiores de la mampostería previamente recubiertas con refuerzo en las dos direcciones (20).

Los materiales mas usados son los hormigones de alto desempeño, los mantos en fibra de carbono y los anclajes epóxicos con núcleos de acero. Adicionalmente se han utilizado en las cimentaciones de algunos edificios similares al de este estudio aislantes sísmicos en la base conformados por soportes de neopreno de alta densidad con núcleos de plomo.

Como se puede apreciar este tipo de trabajos está prácticamente fuera del alcance nuestro y en caso de ser utilizado representaría una solución exageradamente costosa para el tipo de intervención sugerida.

### 5.2.2 Adición de pórticos de hormigón armado

Esta solución es la que se presenta como la más sencilla y práctica. Consiste en ubicar una serie de pórticos espaciales en la estructura actual y responsabilizarlos de transportar las cargas verticales y laterales que actúan en la estructura. Interiormente existen en el edificio una serie de pórticos planos que se podrían considerar para conformar el sistema espacial.

Sin embargo esta alternativa no soluciona el problema de protección de los muros de mampostería. El problema se inicia cuando a este sistema se le imponen unos requisitos de desplazamiento lateral compatibles con los admitidos para evitar el daño de la mampostería. Al sistema de pórticos se le exigen derivas de piso menores del 1% de la altura de este. Es claro que para la mampostería con derivas del 0.5% ya se presentan fisuras alarmantes que influyen en el uso confiable de la estructura. Si se omite este requisito el sistema de pórticos espaciales resistentes a momento tiene el inconveniente de presentar grandes deformaciones inelásticas cuando se somete a cargas sísmicas. Esto permite un deterioro progresivo de la mampostería. Esta intervención esta en contraposición con la idea arquitectónica de proteger los muros actuales y para este caso el sistema de pórticos no tiene aplicación práctica.

#### 5.2.3 Adición de pórticos espaciales de acero

Aunque esta solución tiene las mismas características estructurales de la anterior, existen marcadas ventajas al utilizar este tipo de adecuaciones estructurales al sistema. Por un lado se logra industrializar mas el proceso de trabajo, intervienen menos factores que alteren la resistencia final de la estructura y se garantiza un trabajo ordenado y práctico. Sin embargo el uso de perfiles de acero del tamaño requerido y de las características mecánicas deseadas incluye un proceso de deformación de estos elementos. Es importante anotar que con las secciones adecuadas se continua con el problema de las grandes deformaciones bajo carga lateral con el consiguiente problema en la mampostería.

#### 5.2.4. Adición de pantallas de hormigón armado

Cuando las condiciones arquitectónicas son prioritarias en edificios de mampostería sin refuerzo el uso de muros a cortante de hormigón armado parece ser una solución razonable y económica en la mayoría de los casos. Como se ha venido mencionando en todo el trabajo, la mampostería sin refuerzo suministra muy poca resistencia a cargas laterales.

Si se conserva la mampostería exterior se puede trabajar en la parte interior de ella y fundir vigas, losas y cubiertas dentro de un nuevo concepto estructural. Este es en esencia el sistema elegido para este caso ya que se ajusta adecuadamente a las exigencias y condiciones especificadas.

### 5.3 SISTEMA DE PANTALLAS INTERIORES

#### 5.3.1 Generalidades

El sistema de pantallas interiores propuesto tendrá la misma configuración de los muros de mampostería y estarán adosados a ellos por medio de conectores de cortante a lo largo de su altura. Para la altura de muros propuesta que es de 4.8 m se requieren espesores de muro mayores e iguales a:

$$T \geq 480 / 20 = 24.0 \text{ cm.}$$

Se trabajara con muros de  $t = 30$  cm de espesor. El ancho de los muros depende del ancho de la mampostería de fachada la cual varia entre 1.0 m y 2.0 m. Para estas dimensiones los muros tienen un factor de esbeltez de:

$$\text{Esbeltez} = 480 / 100 = 4.8 \quad \text{y}$$

$$\text{Esbeltez} = 480 / 200 = 2.4$$

En ambos casos se tienen muros con relación de esbeltez mayor que 2 por lo que es importante considerar el efecto de la flexión en el comportamiento estructural del elemento. En forma similar al diseño de vigas y columnas se debe evitar la falla del acero a flexión del muro y la falla por tracción diagonal. El muro es un elemento que soporta altas fuerzas axiales por su gran sección transversal. Este efecto permite concentrar la mayor cantidad de acero en los extremos del muro lo que en algunos casos se puede manejar fácilmente ampliando la sección de los muros en ambos extremos.

### 5.3.2. Sistema estructural espacial

Los muros de cortante estarán conectados con vigas de borde perimetrales de dimensiones  $b = 30 \text{ cm}$  y  $h = 40 \text{ cm}$ . Estas vigas reciben la losa de piso conformando un sistema espacial losa-vigas-muros. El sistema de piso se diseñó en el capítulo 3. El sistema de vigas y muros que se muestra en la figura A.2 es el tema de este capítulo. Para el análisis estructural se utilizará el método de los elementos finitos. La herramienta computacional es el programa SIMICAD LA 8.0 y el AVWIN-98 versión estudiantil. El diseño utilizará las recomendaciones del NSR-98 y del ACI 318-99.

Para el análisis estructural de la edificación se utilizarán tres hipótesis de carga:

- ❑ Peso propio sobre losas y vigas.
- ❑ Sobrecarga por uso y ocupación.
- ❑ Carga de sismo según NSR-98 y con micro zonificación de Medellín.

Adicionalmente para el diseño estructural se utilizan 10 combinaciones de carga:

- ❑ Comb.1 =  $1.4 \text{ pp} + 1.7 \text{ sc}$ .
- ❑ Comb.2 =  $1.05 \text{ pp} + 1.28 \text{ sc} + 0.35 \text{ sx} + 0.10 \text{ sy}$
- ❑ Comb.3 =  $1.05 \text{ pp} + 1.28 \text{ sc} + 0.35 \text{ sx} - 0.10 \text{ sy}$
- ❑ Comb.4 =  $1.05 \text{ pp} + 1.28 \text{ sc} - 0.35 \text{ sx} + 0.10 \text{ sy}$
- ❑ Comb.5 =  $1.05 \text{ pp} + 1.28 \text{ sc} - 0.35 \text{ sx} - 0.10 \text{ sy}$
- ❑ Comb.6 =  $1.05 \text{ pp} + 1.28 \text{ sc} + 0.10 \text{ sx} + 0.35 \text{ sy}$
- ❑ Comb.7 =  $1.05 \text{ pp} + 1.28 \text{ sc} + 0.10 \text{ sx} - 0.35 \text{ sy}$
- ❑ Comb.8 =  $1.05 \text{ pp} + 1.28 \text{ sc} - 0.10 \text{ sx} + 0.35 \text{ sy}$
- ❑ Comb.9 =  $1.05 \text{ pp} + 1.28 \text{ sc} - 0.10 \text{ sx} - 0.35 \text{ sy}$
- ❑ Comb.10 =  $\text{pp} + \text{sc}$

Es importante anotar que el análisis se realiza primero con la sección completa de los muros para luego comprobar con el método de los Elementos Finitos. Los resultados obtenidos son prácticamente iguales, el máximo error es del 4%.

## 6. CONCLUSIONES

Este tipo de construcción, denominada técnicamente como mampostería sin refuerzo, fue frecuentemente utilizado en las primeras décadas del siglo 20, y se caracteriza por:

- ❑ **Ausencia de elementos portantes que resistan las probables cargas laterales que se puedan presentar tales como el viento y los sismos.** Lo anterior a pesar de que se han hecho intentos por encontrar algún valor cuantitativo de la resistencia lateral de este sistema, aun no hay certeza y confiabilidad en los valores obtenidos. Los resultados de laboratorio disponibles y las evaluaciones de edificaciones después de eventos sísmicos no son concluyentes. En definitiva se puede asumir, de forma conservadora, que la resistencia lateral de este tipo de mampostería es despreciable aunque en la realidad presente alguna resistencia a carga lateral.
- ❑ **Falta de anclaje entre los sistemas de piso y los elementos verticales muros y columnas.** El sistema trabaja simplemente apoyado, no hay continuidad ni transferencia de tensiones y lo más importante para la estabilidad de estas estructuras es que por la falta de conexiones adecuadas no existe la redistribución inelástica de tensiones. Este ultimo punto es fundamental en el diseño sísmico de las estructuras, cuando se someten a grandes deformaciones.
- ❑ **Cantidades de refuerzo bajas comparadas con las disposiciones actuales de diseño.** Para la época en que se construyo la edificación la tecnología no había alcanzado el nivel de conocimiento del comportamiento de las estructuras en estados cercanos a la rotura. Los diseños se realizaban en régimen elástico, es decir con tensiones menores que la mitad de las resistentes por los elementos. Solo cuando se puso en conocimiento de la técnica el método de diseño ultimo y se comprobaron las cuantías de refuerzo de las estructuras cercanas a la falla se propusieron valores tales que garantizaran como mínimo un comportamiento dúctil de las estructuras. Estos valores aparecen registrados en los códigos y especificaciones internacionales y se conocen como cuantías mínimas de refuerzo.
- ❑ **Falta de amarres de refuerzo ( estribos ) en vigas y columnas de toda la estructura.** El diseño de refuerzo transversal prácticamente se vuelve obligatorio en el hormigón armado a partir de 1950, cuando por falta de un refuerzo adecuado a cortante fallan los hangares de la fuerza aérea de Estados Unidos con el terremoto de San Fernando. En épocas anteriores el refuerzo a cortante no se entendía bien por lo que muchos ingenieros prescindían de él y no lo colocaban en las estructuras. Para el código ACI-318. 57 se presentan las primeras especificaciones en este sentido.
- ❑ **Ausencia de juntas sísmicas para un mejor comportamiento estructural.** Este es un problema que se presenta frecuentemente en estas edificaciones ya que no

existe una configuración sísmica adecuada para evitar la presencia de altas fuerzas torsionales generadas en los sismos y que conducen la edificación a una inevitable falla estructural. Actualmente, si se tiene una configuración en planta similar a la de este edificio la solución mas acertada es disminuir esquinas entrantes y colocar juntas sísmicas en los sitios donde se garanticen que los edificios generen, bajo carga lateral, la menor torsión.

- ❑ **Configuración estructural vulnerable por las irregularidades en planta y en altura.** Los códigos y normas de diseño actuales castigan severamente este tipo de configuraciones en los diseños. La experiencia y los conocimientos adquiridos en los últimos años demuestran que entre mas regular sea la edificación en planta y en altura mas probabilidad tiene de soportar sismos fuertes sin un apreciable daño estructural. Muchos edificios irregulares han colapsado o han sufrido graves daños después de grandes sismos.
- ❑ **Modificaciones en la estructura que afectaron su comportamiento estructural.** Por lo general los usuarios de estas edificaciones no conocen reglamentación al respecto y por este motivo proponen reformas y cambios de uso en la edificación que alteran la estabilidad y lo que es más importante ponen en peligro a las personas que ocupan la edificación. Esta práctica es aun frecuente en muchas poblaciones y ciudades nuestras.

Es importante concluir en este estudio que a pesar de los puntos anteriores la edificación tiene algunos méritos estructurales que se deben resaltar:

- ❑ **Son 70 años de servicio sin manifestar signos visibles de falla.** La estructura no presenta hundimientos, desprendimientos de sus elementos resistentes, agrietamientos alarmantes ni grandes deflexiones. Su estado actual refleja que su construcción utilizó procedimientos modernos de la época y el personal idóneo en la realización de las tareas constructivas.
- ❑ **Gran rigidez de la edificación por la presencia de muros hasta en un 8 % del área total de la edificación.** La cantidad de muros en las dos direcciones es bondadosa y con espesores de 40, 60 y 80 cm.
- ❑ **Materiales con resistencias aceptables para el tipo de estructura.** Como se demostró en el capítulo 2 los morteros, concretos y ladrillos tienen resistencias mecánicas de 8, 15 y 10 MPa respectivamente que estructuralmente se pueden aceptar.

## 7. RECOMENDACIONES

Después de un primer análisis estructural de la edificación y a la luz de las normas de diseño y construcción vigentes se recomienda realizar las siguientes actividades:

- ❑ **Adicionar una serie de pantallas de hormigón armado interiores que mejoren la resistencia lateral de la estructura.** Estas pantallas o muros estructurales se colocan en los sitios indicados en los gráficos anexos y le suministrarán a la edificación la resistencia lateral que la mampostería no dispone. Adicionalmente estas pantallas soportarán el peso de un sistema de piso adicional para atender las nuevas cargas de gravedad definidas en el actual proyecto arquitectónico del edificio.
- ❑ **Adicionar una viga perimetral sobre las pantallas que garantice el efecto de diafragma en la edificación adecuando así su comportamiento sísmico.** Esta viga perimetral recibe la nueva losa y lleva las cargas verticales a los muros estructurales. A su vez trabaja monolíticamente con el sistema de piso y transfiere las cargas horizontales eficientemente a las pantallas para lograr el efecto de diafragma exigido en la estructura.
- ❑ **Reparar el mortero de fachada con morteros adicionados para mejorar la durabilidad.** El uso de morteros con adiciones acrílicas y poliméricas permite una mayor durabilidad de los morteros a la vista. Comercialmente existen productos que tienen estas propiedades.
- ❑ **Revisar el diseño estructural para tener en cuenta los efectos de las condiciones del suelo de cimentación ya que este estudio no considera este efecto.** El informe de suelos se está realizando paralelamente a este trabajo y aun no se tienen datos finales.



## **BIBLIOGRAFÍA**

1. Universidad Nacional de Colombia. Facultad de ciencias humanas y económicas. Proyecto de restauración biblioteca central de agronomía. Medellín. 1995. 66 pag.
2. Restrepo Mejía León. Propuesta de usos para el edificio de la Biblioteca Central de Agronomía. Universidad Nacional de Colombia. Medellín. 1997.
3. Castrillon O. Elkin. Evaluación y readecuación sísmica de edificios. Universidad Nacional. Medellín. 1999. Material escrito de la asignatura ingeniería sísmica.
4. Ministerio de fomento Español. Muros resistentes de fabrica de ladrillo. Norma básica de la edificación. FL-90. Madrid. 1996.
5. Federal Emergency Management Agency ( FEMA). NEHRP handbook for the seismic evaluation of existing buildings. Washington, DC. USA. 1994.
6. Federal Emergency Management Agency ( FEMA). NEHRP handbook of techniques for the seismic rehabilitation of existing buildings. Washington, DC. USA. 1992.
7. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Norma Sismo Resistente Colombiana. NSR-98. 1998. Bogota. Títulos A, B, C y D.
8. Klingner Richard E. Especificación diseño y cálculo de mampostería. Universidad Nacional de Colombia. Medellín. 1999. Especialización de estructuras.
9. Echeverri P. José Ignacio y Luis F. Uribe G. Diagnóstico patológico del antiguo edificio de la Biblioteca Central de Agronomía. Trabajo de grado. Facultad de Arquitectura Universidad Nacional de Colombia. Medellín. 1998.
10. Rochel Awad Roberto. Hormigón reforzado ( NSR-98). Primera Edición. 1999. Editorial Digital Express. Dos volúmenes.
11. American Concrete Institute. Seismic rehabilitation of concrete structures. SP-160. 1996. Farmington Hills, Michigan.
12. Bazan Enrique y Roberto Meli. Diseño sísmico de edificios. Limusa México. 1987.

13. García R. Luis E. Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico. Universidad de los Andes. Facultad de ingeniería. Bogotá. 1998.
14. Arnold Christopher, Robert Reitherman . Configuración y diseño sísmico de edificios. Limusa. México. 1982.
15. Grupo de Sismología de Medellín. Micro zonificación sísmica de la ciudad de Medellín. Alcaldía de Medellín. 1999.
16. Lin T. Y. and S. D. Stotesbury. Conceptos y sistemas estructurales para Arquitectos e Ingenieros. Limusa. Versión al español de Luis Carlos Emerich Zazueta. 1991.
17. Ferguson Phil M. Breen and Jirsa. Reinforced Concrete Fundamentals. John Wiley. 5 ed. 1988.
18. Park Robert and Paulay Thomas. Estructuras de concreto reforzado. Limusa México. 1979.
19. Bruneau Michel. Seismic evaluation of unreinforced masonry building- a state-of-the-art report. Canadian Journal of Civil Engineering. Vol. 21. 1994. pag. 512-539.
20. Bruneau Michel. State-of-the-art report on seismic performance of unreinforced masonry building. ASCE Journal of Structural Engineering. Vol. 120. Pag. 230-251. 1994.
21. Montoya Frank. Informe del estudio de suelos para el proyecto “Restauración de la Biblioteca Central de Agronomía”. Documento en elaboración. 2000.

# ANEXOS

## GRAFICOS DE LA MODELACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL PROPUESTO